

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pengertian Beton Pracetak**

Definisi beton pracetak menurut SNI 2847-2013 adalah elemen struktur yang dicetak ditempat lain dari posisi akhirnya dalam struktur. Dibandingkan dengan metode cor di tempat, metode beton pacetak lebih ekonomis karena tidak memerlukan banyak bekisting, pekerja yang dibutuhkan lebih sedikit, serta waktu pengerjaannya yang lebih singkat.



*Gambar 2.1* Beton pracetak

Sumber : <http://floodprecast.ie/precast-concrete-products/precast-concrete-columns/>

Pelaksanaan bangunan dengan menggunakan metoda beton pracetak memiliki kelebihan dan kekurangan. Kelebihan ini akan didapat jika pada proyek konstruksi tersebut tercapai reduksi waktu pekerjaan dan reduksi biaya konstruksi. Pada beberapa kasus penggunaan beton pracetak terjadi kenaikan biaya konstruksi, disebabkan penggunaan beton pracetak tersebut harus diperhitungkan terhadap proses pelaksanaan instalasi, pengangkatan, dan aspek transportasi. Selain itu pada proses instalasi elemen beton pracetak memerlukan peralatan yang lebih banyak dibandingkan proses instalasi elemen beton cor ditempat.

#### **2.2 Perbedaan Analisis Beton Pracetak dengan Beton Konvensional**

Peraturan yang digunakan dalam merancang beton pracetak adalah SNI 7833-2012, sedangkan untuk beton konvensional dalam perencanaannya digunakan SNI 2847-2013.

Pada dasarnya mendesain konvensional ataupun pracetak adalah sama, beban-beban yang diperhitungkan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah :

1. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat akan terjadi retak atau tidak.
2. Desain pracetak mempertimbangkan kondisi penyimpanan beton pracetak di stock yard, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Dikarenakan pada umumnya beton pracetak dibuat di pabrik.
3. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

### **2.3 Keuntungan dan Kerugian Penggunaan Beton Pracetak**

Struktur elemen pracetak memiliki beberapa keuntungan dibandingkan dengan struktur konvensional, antara lain :

1. Penyederhanaan pelaksanaan konstruksi.

Elemen bangunan yang tipikal bisa dikerjakan secara paralel sehingga setelah tiba di lokasi pekerjaan dapat segera dipasang.

2. Waktu pelaksanaan yang cepat.

Waktu pelaksanaan struktur merupakan pertimbangan utama dalam pembangunan suatu proyek karena sangat erat kaitannya dengan biaya proyek. Struktur elemen pracetak dapat dilaksanakan di pabrik bersamaan dengan pelaksanaan pondasi di lapangan.

3. Penggunaan material yang optimum serta mutu bahan yang baik.

Salah satu alasan mengapa struktur elemen pracetak sangat ekonomis dibandingkan dengan struktur yang dilaksanakan di tempat (cast in-situ) adalah penggunaan bekisting yang seragam bentuk dan ukurannya serta bisa digunakan berulang-ulang, mutu material yang dihasilkan pada umumnya sangat baik karena dilaksanakan dengan standar-standar yang baku.

4. Penyelesaian finishing mudah.

Variasi untuk permukaan finishing pada struktur elemen pracetak dapat dengan mudah dilaksanakan bersamaan dengan pembuatan elemen tersebut di pabrik, seperti: warna dan model permukaan yang dapat dibentuk sesuai dengan rancangan.

5. ramah lingkungan

Tidak dibutuhkan lahan proyek yang luas, mengurangi kebisingan, dan lebih bersih.

6. perencanaan berikut pengujian di pabrik

untuk mendapatkan struktur yang memenuhi persyaratan, baik dari segi kekuatan maupun dari segi efisiensi.

#### 7. Menghemat biaya

Berkurangnya jumlah tenaga kerja yang dibutuhkan, dan pemakaian alat-alat penunjang seperti scaffolding serta yang lainnya.

Namun demikian, selain memiliki keuntungan, struktur elemen pracetak juga memiliki beberapa keterbatasan, antara lain :

1. Tidak ekonomis untuk produksi tipe elemen yang jumlahnya sedikit.
2. Perlu ketelitian yang tinggi.

Menghindari deviasi yang besar antara elemen yang satu dengan elemen yang lain, sehingga tidak menyulitkan dalam pemasangan di lapangan.

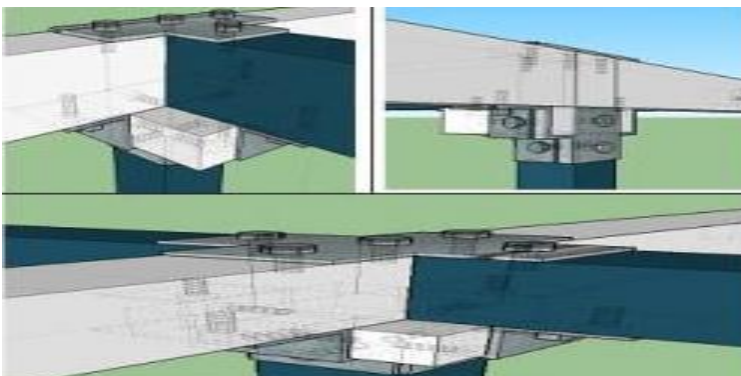
3. Panjang dan bentuk elemen pracetak yang terbatas.

Hal ini bergantung pada kapasitas alat angkat dan alat angkut.

4. Keterbatasan jarak angkut yang ekonomis.
5. Hanya dapat dilaksanakan di daerah yang sudah tersedia peralatan untuk handling dan erection.
6. Rawan terhadap gempa.

Di Indonesia yang kondisi alamnya sering timbul gempa dengan kekuatan besar, konstruksi beton pracetak cukup berbahaya terutama pada daerah sambungannya, sehingga masalah sambungan merupakan persoalan yang utama yang dihadapi pada perencanaan beton pracetak.

## 2.4 Perencanaan Sambungan



*Gambar 2.2. Sambungan kering*

Sumber : <http://sipil.ums.ac.id/berita-sambungan-balok-kolom-precast.html>

Sambungan yang umum digunakan untuk menghubungkan komponen beton pracetak dikategorikan menjadi 2 jenis :

1. Sambungan kering adalah sambungan yang menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak kemudian dilas atau dibaut.
2. Sambungan basah (wet connection) adalah sambungan yang terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan mechanical joint, mechanical coupled, splice sleeve atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah ini sangat dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit. Pada tugas akhir ini digunakan sambungan basah (wet connection).

## **2.5 Dasar Ilmu Beton Pracetak**

Sebagai dasar ilmu untuk menganalisis desain sambungan pracetak harus memenuhi syarat yang telah ditetapkan SNI 2847-2013 dan SNI 7833-2012 yang secara umum menegaskan bahwa :

- 1) Perencanaan komponen pracetak dan sambungannya harus memperhitungkan pengaruh toleransi yang dimana komponen struktur pracetak dan elemen penghubungnya harus dicantumkan dalam spesifikasi.
- 2) Pada setiap perencanaan komponen struktur beton pracetak dengan sambungannya harus mempertimbangkan semua kondisi pembebanan dan kekangan deformasi dimulai dari saat pabrikasi awal, penyimpanan, pengangkutan, pemasangan, pembongkaran struktur hingga selesainya pelaksanaan struktur.
- 3) Apabila komponen struktur pracetak dimasukkan ke dalam sistem struktural, maka gaya dan deformasi yang terjadi dan dekat sambungan harus diperhitungkan dalam perencanaan.

Sesuai dengan persyaratan bangunan pracetak yang harus memenuhi kriteria di atas sehingga bangunan bisa dikatakan aman.

## **2.6. Konsep Perencanaan**

Sampai saat ini setidaknya ada dua metode perencanaan struktur beton, yaitu metode beban kerja dan metode beban batas. Metode beban kerja dilakukan dengan menghitung

tegangan yang terjadi dan membandingkan dengan tegangan ijin yang bersangkutan. Apabila tegangan yang terjadi lebih kecil dari tegangan yang diijinkan maka dinyatakan aman. Dalam menghitung tegangan, semua beban tidak dikalikan dengan faktor beban. Tegangan ijin dikalikan dengan suatu faktor kelebihan tegangan (*overstress faktor*). Untuk struktur beton, metode ini diterapkan pada Peraturan Beton Indonesia (PBI 1971).

Pada metode beban batas, metode ini didasarkan pada batas-batas tertentu yang bisa dilampaui oleh suatu sistem struktur. Batas-batas tersebut diutamakan pada kekuatan, kemampuan layan, keawetan, ketahanan terhadap api, ketahanan terhadap beban kelelahan dan persyaratan khusus yang berhubungan dengan penggunaan sistem struktur tersebut. Setiap batas dinyatakan aman apabila aksi rencana lebih kecil dari kapasitas komponen struktur. Aksi rencana dihitung dengan menggunakan faktor beban, sedangkan kapasitas bahan dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan. Pada saat ini peraturan beton di Indonesia menggunakan pendekatan ini, seperti SK SNI T-15-1991-03, SNI 03-2847-2002 atau edisi barunya, SNI 2847-2013.

## 2.7 Pembebanan Struktur

Kombinasi pembebanan didapat dari SNI 2847-2013 sebagai berikut :

- (a)  $1,4 D$
- (b)  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
- (c)  $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
- (d)  $1,2 D + 1,0 L + 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$
- (e)  $0,9 D \pm 1,0 W$
- (f)  $1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- (g)  $0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

D = beban mati diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan yang tetap.

L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

$L_r$  = beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.

R = beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air.

E = beban gempa.

### 2.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut (SNI 7833-2012). Adapun beban mati yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Berat jenis beton =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat jenis baja =  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Spesi lantai keramik per cm tebal =  $42 \text{ kg/m}^2$
- Penutup lantai keramik =  $24 \text{ kg/m}^2$
- Plafond + penggantung =  $18 \text{ kg/m}^2$
- M & E =  $20 \text{ kg/m}^3$

### 2.7.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati (SNI 1727-2013). Adapun beban hidup yang digunakan adalah sebagai berikut ( $1 \text{ psf} = 4,882 \text{ kg/m}^2$ ):

- Beban hidup lantai parkir =  $40 \text{ psf}$  (  $195,3 \text{ kg/m}^2$  )
- Beban hidup perkantoran =  $50 \text{ psf}$  (  $244,1 \text{ kg/m}^2$  )
- Beban hidup atap =  $20 \text{ psf}$  (  $97,7 \text{ kg/m}^2$  )

### 2.7.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut (PPPURG, 1987). Dalam tulisan ini, untuk beban gempa dilakukan dengan menggunakan peraturan terbaru perencanaan ketahanan gempa untuk gedung, yaitu SNI 1726-2012.

## 2.8 Analisis beban gempa SNI 1726-2012

### 2.8.1 Wilayah Gempa

Parameter percepatan gempa ditentukan berdasarkan 2 hal yaitu, parameter percepatan terpetakan dan kelas situs. Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (  $MCE_R$ , 2 persen dalam 50

tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila  $S_1 \leq 0,04$  g dan  $S_s \leq 0,15$  g, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. (SNI 1762-2012 Pasal 6.1.1)

Sedangkan kelas situs mengatur klasifikasi berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD,SE, atau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. (SNI 1726-2012 Pasal 6.1.2)

## 2.8.2 Kategori Gedung

Tabel 2.1

Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	

<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	



<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan Tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul>	IV
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 2.2

Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726-2012

### 2.8.3 Konfigurasi Struktur Gedung

Struktur Gedung dibedakan menjadi 2 golongan, yaitu beraturan dan tidak beraturan. Pada SNI 1726-2012 Pasal 7.3.2 syarat-syarat yang kemudian dapat menentukan suatu gedung beraturan atau tidak.

Analisis gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen. Sedangkan gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik yang analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respon dinamis.

Tabel 2.3

Ketidakteraturan horisontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakteraturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakteraturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	<b>Ketidakteraturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	<b>Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	<b>Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	<b>Ketidakteraturan sistem nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 2.4

Ketidakberaturan vertikal pada struktur

3.	<b>Ketidakberaturan Geometri Vertikal</b> didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel13	D, E, dan F
4.	<b>Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal</b> didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
5b.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel13	D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
2.	<b>Ketidakberaturan Berat (Massa)</b> didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel13	D, E, dan F

Sumber : SNI 1726-2012

Pada Gedung Parkir dan Perkantoran Fakultas Ilmu Sosial dan Ilmu Politik Universitas Brawijaya memiliki konfigurasi gedung yang tergolong beraturan. Sehingga perencanaan gedung ini, akan menggunakan metode statik ekuivalen.

#### 2.8.4 Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum

Penentuan respons spektrum percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismic periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.3.a)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.2.b)$$

Keterangan

$S_s$  : parameter respons spektrum percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan periode pendek

$S_1$  : parameter respons spektrum percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan periode 1,0 detik

Tabel 2.5  
Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	$< 175$ $< 15$ $< 50$ Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

**CATATAN:** N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 2.6  
Koefisien Situs,  $F_a$  (SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 2.7  
Koefisien Situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda pendek, $T=1,0$ detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : SNI 1726-2012

### 2.8.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan sebagai berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (2.4.a)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (2.4.b)$$

(SNI 1726-2012 Pasal 6.3)

### 2.8.6 Parameter Periode Fundamental Pendekatan

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan,  $T_a$ , dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa untuk Sistem Rangka Pemikul Momen secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m:

$$T_a = 0,1N \quad (2.5)$$

Keterangan:

$N$  = Jumlah tingkat

(SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1)

### 2.8.7 Spektrum Respon Desain

Penggambaran respons spektrum pada masing-masing wilayah gempa dan jenis tanah adalah sebagai berikut:



- a) Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6.a)$$

- b) Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$

- c) Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6.b)$$

Keterangan:

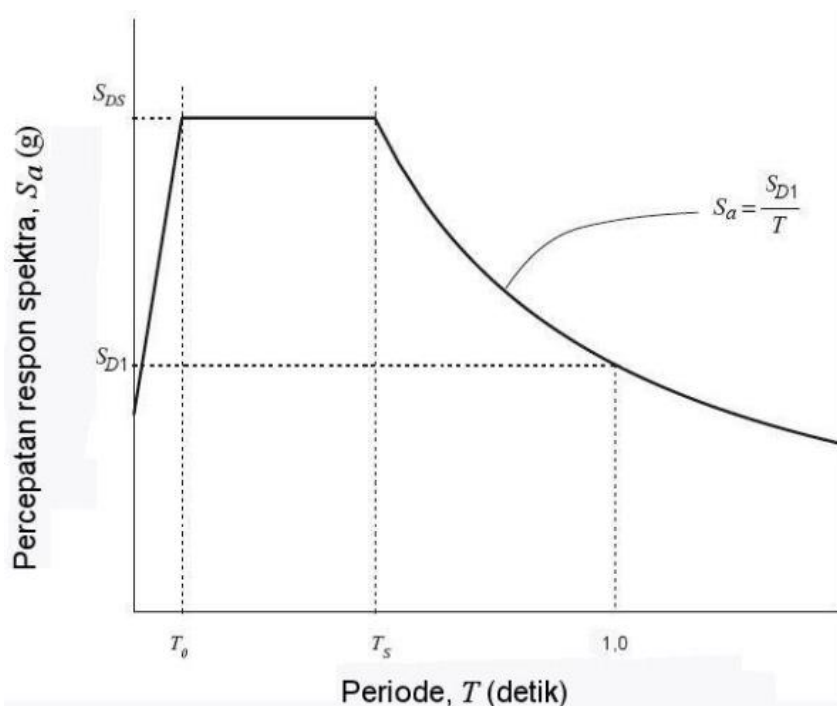
$S_{DS}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

$T$  = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6.c)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6.d)$$



Gambar 2.3 Spektrum respons desain

Sumber : (SNI 1726-2012 Pasal 6.4)

### 2.8.8 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \cdot W_{\text{tot}} \quad (2.7.a)$$

Keterangan:

$C_s$  = koefisien respon seismik

$W_{\text{tot}}$  = berat seismik efektif gedung

Perhitungan koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.7.b)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

Ketentuan:

a) Nilai  $C_s$ , yang dihitung tidak perlu melebihi hasil persamaan berikut:

$$C_{s \text{ (maks)}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.7.c)$$

b) Dan juga besarnya nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari hasil persamaan berikut:

$$C_{s \text{ (min)}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.7.d)$$

### 2.8.9 Distribusi Gaya Gempa

Gaya gempa yang akan direncanakan pada elemen struktur dibagi menjadi:

a. Gaya gempa lateral ( $F_x$ ), gaya yang akan timbul pada semua tingkat, yang harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_i = C_{vx} V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^a w_i h_i^k} V \quad (2.8.a)$$

b. Gempa horizontal ( $V_x$ ), geser tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.8.b)$$

Keterangan:

$F_i$  = bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) yang timbul di tingkat  $i$  (kg)

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kg)

$w_i$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$

$h_i$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  (m)

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$

Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

## 2.9 Sistem Struktur

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur, sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

### a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur sambungannya akibat gaya gempa rencana. SRPMB diterapkan pada wilayah gempa 1 dan 2.

### b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Struktur bangunan ini diharapkan dapat menahan resiko kegempaan sedang yaitu, wilayah gempa 3 dan 4.

### c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. SRPMK diterapkan pada wilayah gempa 5 dan 6

## 2.10 Analisis Terhadap Balok Pracetak

Perencana diharapkan dapat mendesain agar setiap elemen struktur pracetak menjadi satu kesatuan yang utuh dan mampu menerima semua beban yang bisa diterima oleh beton yang langsung dibuat atau dicor tempat (bukan pabrikasi).

Dalam menganalisis balok pracetak ini menggunakan analisis elastis dengan kuat rencana yang ditentukan dari tegangan ijin bahan menurut Son, D. F., & Herman, H. (2008:6) yaitu :



$$F_{c_{ijin}} = 0.33 f'_c \text{ dan } f_{s_{ijin}} = 0.58 f_y$$

Dimana ;  $f_{c_{ijin}}$  = tegangan ijin beton (Mpa)

$f_{s_{ijin}}$  = tegangan ijin tulangan (Mpa)

$f'_c$  = tegangan hancur atau kuat tekan beton (Mpa)

$f_y$  = tegangan leleh tulangan (Mpa)

Dalam proses perhitungan perencanaan elemen balok pracetak ini meliputi analisis balok pracetak saat pengangkutan dan pemasangan.

Pada penentuan dimensi balok pracetak sebelum cor penuh, tebal minimal balok diperoleh dari perhitungan kapasitas momen penampang balok dalam menghitung momen kapasitas dimensi balok, luasan tulangan lentur sudah diasumsikan.

$$C = f_c \cdot 0.5 \cdot b \cdot c$$

$$T = A_s \cdot f_s$$

dimana :  $f_c$  = tegangan ijin beton ( $0.33 f'_c$ ) (Mpa)

$f_y$  = tegangan ijin tulangan baja ( $0.53 f_y$ ) (Mpa)

$b$  = lebar penampang balok (m)

$A_s$  = luas tulangan tarik

Dengan persamaan keseimbangan penampang, dapat dicari nilai  $c$  :

$$C = T$$

$$f'_c \cdot 0.5 \cdot b \cdot c = A_s \cdot f_s \rightarrow c = \frac{2 \cdot A_s \cdot f_s}{f'_c \cdot b}$$

sehingga kapasitas momen penampang beton :

$$M_n = T(d - c/3) = A_s \cdot f_s(d - c/3)$$

tebal minimum ( $d_{min}$ ) diperoleh jika  $M_n = M_u$

$$M_u = A_s \cdot f_s(d - c/3)$$

$$d_{min} = \frac{M_u}{A_s \cdot f_s} + c/3$$

dimana :  $M_n$  = momen kapasitas penampang (Nmm)

$M_u$  = momen terhadap load factor penampang (Nmm)

$D_{min}$  = tebal efektif minimal (mm)

Dimensi balok (  $b \times h$  ) telah diasumsikan sebelumnya, sehingga tebal balok pracetak adalah sebagai berikut :

- untuk balok anak :

$$h'_{ba} = h_{ba} - h_{plat}$$

- untuk balok induk arah x :

$$h'_{bix} = h_{bix} - h_{ba}$$

- untuk balok induk arah y :

$$h'_{biy} = h_{biy} - h_{plat}$$

Tebal balok pracetak tersebut dicek terhadap tebal efektif minimal ( $d$ ) :

$$d = h'_{pra} - p - \emptyset s - \frac{1}{2} \emptyset tul$$

dimana ;  $p$  = selimut beton (mm)

$\emptyset s$  = diameter tulangan sengkang (mm)

$\emptyset tul$  = diameter tulangan pokok (mm)

syarat :  $d \geq d_{min}$

Cek terhadap momen nominal penampang :

$$Mn = As * fs(d - c/3)$$

dengan syarat :  $Mn \geq Mu$

Cek terhadap kelendutan saat pelaksanaan :

$$\delta = \frac{P * L^3}{48EI} + \frac{5 * q * L^4}{384EI} \leq \delta$$

dimana :  $\delta$  = lendutan yang terjadi (mm)

$P$  = beban terpusat yang bekerja pada penampang (N)

$q$  = beban merata yang bekerja pada penampang (N/mm)

$L$  = bentang elemen pracetak (mm)

$E$  = modulus elastisitas bahan beton pracetak (Mpa)

$I$  = momen inersia penampang balok pracetak (mm<sup>4</sup>)

Lendutan ijin :

- untuk balok anak :

$$\delta = \frac{L}{240} \text{ (mm)}$$

- untuk balok induk :

$$\delta = \frac{L}{480} \text{ (mm)}$$

Untuk tegangan setelah terjadi cor penuh, tegangan balok pracetak akan terjadi setelah elemen pracetak disatukan dengan bantuan toping yang ditinjau terhadap kondisi beban.

Untuk mencari nilai  $c$  diperlukan angka ekivalen bahan ( $n$ ) :

$$n = \frac{Es}{Ec} \rightarrow bc * 0.5c - nAs(d - c) = 0$$

dimana :  $Es$  = modulus elastisitas baja tulangan ( $2 * 10^5$ )(Mpa)

$Ec$  = modulus elastisitas beton ( $2.1 * 10^5$ )(Mpa)

sehingga tegangan di penampang dirumuskan sebagai berikut :

$$\sigma_c = -\frac{M_u \cdot c}{I_{pra}} \leq f_c \quad \rightarrow \quad \sigma_s = -\frac{M_u \cdot (d-c)}{I_{pra}} \leq f_s$$

dimana :  $\sigma_c$  = tegangan pada serat beton mengalami tekan (Mpa)

$\sigma_s$  = tegangan pada serat beton mengalami tarik (Mpa)

$M_u$  = momen eksternal yang terjadi pada penampang (Mpa)

$d$  = tebal efektif balok (mm)

$y$  = tebal area penampang tertekan (mm)

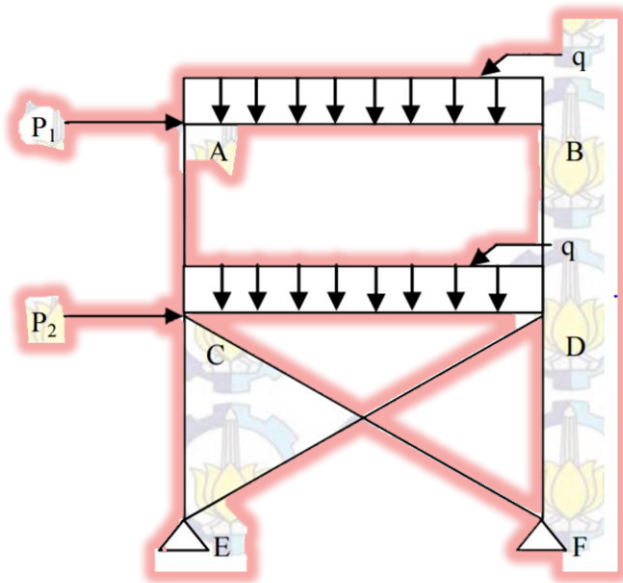
$I_{pra}$  = momen inersia penampang cor penuh (mm<sup>4</sup>)

$f_c$  = tegangan ijin beton = 0.33\* $f_c$  (Mpa)

$f_s$  = tegangan ijin tulangan = 0.58\* $f_y$  (Mpa)

## 2.11 Analisis Terhadap Balok-Kolom

Bagian struktur dari suatu bangunan banyak yang menerima beban kombinasi momen dan beban normal. Yang paling mudah dikenali yaitu kolom dari suatu portal. Kolom tersebut disamping menerima gaya normal tekan, juga menerima momen lentur akibat sambungan kaku pada balok kolom. Oleh sebab itu kombinasi dari gaya aksial dan momen lentur harus dipertimbangkan dalam proses desain komponen struktur tersebut. Komponen struktur tersebut sering disebut sebagai elemen balok-kolom (beam-columns) (Agus Setiawan 2008). Bila lentur digabungkan dengan tarikan aksial, kemungkinan ketidakstabilannya menjadi berkurang dan kelelahan biasanya membatasi perencanaan. Untuk gabungan lentur dengan tekanan aksial, kemungkinan ketidakstabilannya menjadi meningkat (Salmon dan Johnson 1994). Pada struktur-struktur statis tak tentu umumnya sering dijumpai elemen balok kolom ini. Berikut gambar portal statis tak tentu pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Struktur portal statis tak tentu

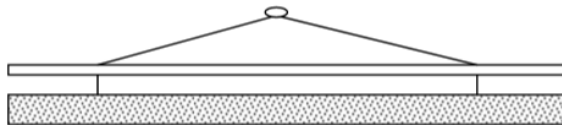
Sumber : Tesis Budianto. 2010. *Perilaku dan Perancangan Sambungan Balok Kolom Beton Pracetak untuk Rumah Sederhana Cepat Bangun Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Berdinding Pengisi (Infilled-Frame)*.

Akibat kondisi pembebanan yang bekerja, maka batang AB tidak hanya memikul beban merata saja, namun juga harus memikul beban lateral  $P_1$ . Dalam efek ini efek lentur dan efek gaya tekan  $P_1$  yang bekerja pada batang AB harus dipertimbangkan dalam proses desain penampang batang AB, atau dengan kata lain batang AB harus didesain sebagai suatu elemen balok-kolom. Berbeda dengan batang CD yang hanya didominasi oleh efek lentur saja, gaya lateral  $P_2$  sudah dipikul oleh pengaku-pengaku (bracing) bentuk X, sehingga batang CD dapat didesain sebagai suatu elemen balok tanpa pengaruh gaya aksial. Batang CF dan DE hanya akan memikul gaya aksial tarik maupun tekan saja, melihat kondisi pembebanan pada Gambar 2.1. maka batang DE akan memikul gaya aksial tarik, sedangkan batang CF akan sedikit kendur (Segui 1994). Selain batang AB yang didesain sebagai elemen balok-kolom, batang – batang AC, BD, CE, DF juga harus didesain sebagai suatu elemen balok-kolom, karena selain memikul gaya aksial akibat reaksi dari balok-balok AB dan CD, batang-batang ini juga harus menerima transfer momen yang diberikan oleh batang AB dan BC, sehingga efek lentur dan efek gaya aksial yang bekerja tidak boleh diabaikan salah satunya. Kombinasi momen dengan gaya tarik tidak terlalu menimbulkan masalah, karena gaya tarik akan mengurangi besarnya lendutan akibat beban momen. Sedangkan pada kombinasi gaya tekan dengan momen, gaya tekan akan menambah besarnya lendutan yang akan menambah besarnya momen. Ini akan menambah besarnya lendutan dan seterusnya. Diharapkan batang cukup kaku sehingga tidak terjadi defleksi yang

berlebihan. Kegagalan suatu beam column terjadi pada saat tekuk lentur, tekuk lokal terjadi pada bentang pendek dan tekuk torsi terjadi pada bentang menengah dan panjang (Hassam dan Rasmussen 2002). Beberapa prosedur desain yang dapat digunakan untuk suatu elemen balok-kolom antara lain (1) pembatasan tegangan kombinasi, (2) pemakaian rumus interaksi semi empiris berdasarkan tegangan kerja (metode ASD), serta (3) pemakaian rumus interaksi semi empiris berdasarkan kekuatan penampang (Load and Resistance Factor Design (LRFD)) (Chen 1991).

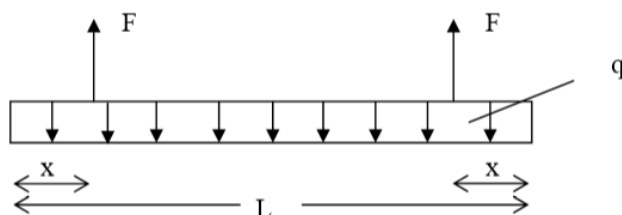
## 2.12 Analisis Balok Pracetak Saat Pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (lifting anchor) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.



Gambar 2.5 Pengangkatan balok pracetak

Sumber : Simanjuntak, J. H, dkk. 2001. *Sistem Pracetak Beton di Indonesia*



Gambar 2.6 Model pembebanan balok pracetak saat pengangkatan

Sumber : Simanjuntak, J. H, dkk. 2001. *Sistem Pracetak Beton di Indonesia*

Dimana :

$F = 1/2 \cdot q \cdot L$  , dimana :

$F$  = gaya angkat balok anak (ton)

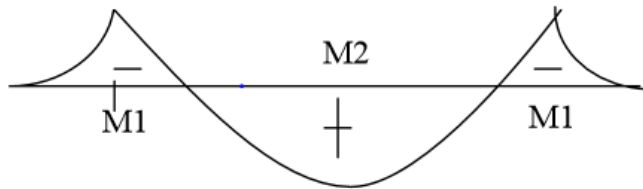
$q$  = berat sendiri balok pracetak terfaktor, dengan faktor beban  $\phi=1.2$  (ton)

$L$  = bentang balok pracetak (m)

Momen maksimum yang terjadi :

$$M1 = \frac{1}{2}.q.x^2, \quad M2 = \frac{1}{8}.q.(L-2x)^2 - \frac{1}{2}.q.x^2$$

Sehingga, bidang momen yang terjadi pada balok adalah sebagai berikut:

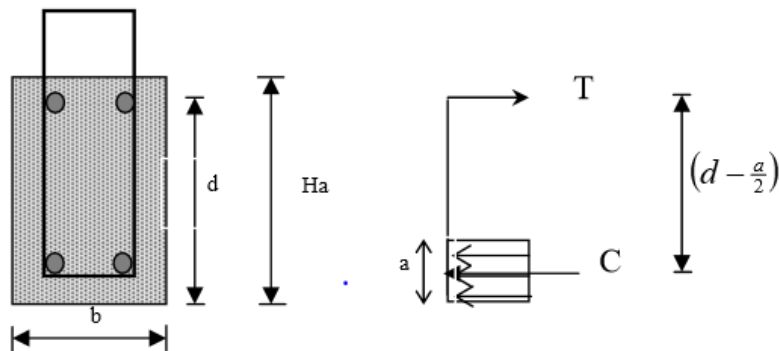


Gambar 2.7 Bidang momen balok pracetak saat pengangkatan

Sumber : Simanjuntak, J. H, dkk. 2001. *Sistem Pracetak Beton di Indonesia*

Untuk menentukan letak titik angkat dimana penampang balok masih mampu untuk menahan momen negatif, perlu menentukan kapasitas momen negatif balok dengan asumsi tulangan ekstra yang sudah ditentukan. Perhitungan kapasitas momen negatif penampang saat pengangkatan dilakukan dengan prosedur sebagai berikut.

Pada saat diangkat, ada bagian penampang balok yang mengalami momen negatif. Serat atas mengalami tarik, sehingga perlu tulangan. Asumsi tulangan  $2\Phi 6$  yang akan memberikan nilai luasan tulangan tarik  $A_s$ .



Gambar 2.8 Penampang momen negatif saat pengangkatan

Sumber : Simanjuntak, J. H, dkk. 2001. *Sistem Pracetak Beton di Indonesia*

- Kapasitas Momen negatif :

$$T = A_s' . f_y$$

$$C = 0.85 . f'_c . a . b$$

Dimana :

$T$  = gaya tarik pada serat tertarik yang dilimpahkan pada tulangan (N)

$C$  = gaya tekan pada serat tertekan penampang beton (N)

$a$  = kedalaman penampang tertekan (mm)

$d$  = kedalaman efektif penampang beton (mm)

$b$  = lebar penampang balok beton (mm)

$A_s'$  = luasan tulangan tarik (mm<sup>2</sup>)

Jika  $f_y = 400$  MPa,  $f'_c = 30$  MPa, dan lebar penampang balok ( $b$ ) diketahui, maka dengan keseimbangan  $T = C$  nilai  $a$  didapatkan untuk perhitungan kapasitas momen penampang tarik ( $M_n$ ).

Keseimbangan momen internal,  $T = C$

$$a = \frac{A_s' \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Nmm})$$

Untuk menentukan titik angkat ( $x$ ), momen yang terjadi pada titik angkat tersebut harus lebih kecil atau sama dengan kapasitas momen tarik terfaktor ( $\Phi = 0.8$ ).

$$M_x \leq \phi M_n$$

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot x^2$$

Bila,  $M_x = \Phi M_n$ , maka didapatkan nilai  $x_{\max}$  :

$$x_{\max} = \sqrt{\frac{2 \cdot \phi M_n}{q_d}}$$

Dimana :  $M_n$  = kapasitas momen nominal penampang (tonm)

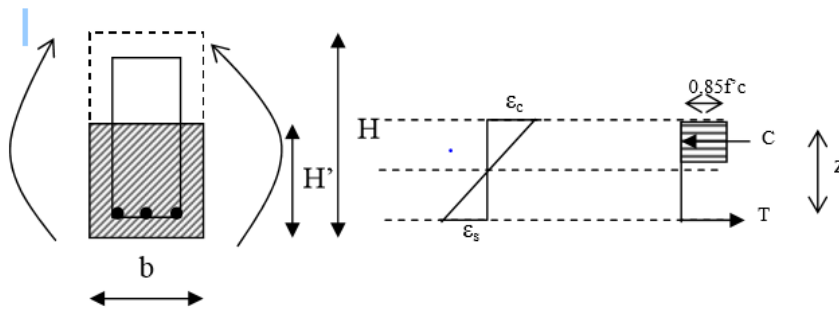
$x_{\max}$  = jarak titik angkat maksimal dari ujung bentang (m)

Nilai  $x$  memiliki batasan sebagai berikut :

$$0 < x \leq x_{\max}$$

Nilai  $x$  tersebut adalah batasan letak titik angkat balok anak dimana penampang dengan asumsi tulangan ekstra tertentu mampu menahan momen negatif yang terjadi akibat gaya angkat saat proses ereksi.

Perhitungan kapasitas momen positif dihitung dengan rumus kapasitas momen ( $M_n$ ) struktur beton bertulang dengan tulangan tunggal yang telah dijelaskan sebelumnya yang secara singkat dapat dijabarkan sebagai berikut :



Gambar 2.9 Penampang momen positif saat pengangkatan

Sumber : Simanjuntak, J. H, dkk. 2001. *Sistem Pracetak Beton di Indonesia*

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \cdot (d - z) \\
 &= T_s \cdot (d - 0,5a) \\
 &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \cdot \beta_1 \cdot c) \\
 &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \cdot 0,85 \cdot c) \\
 &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,425 \cdot c)
 \end{aligned}$$

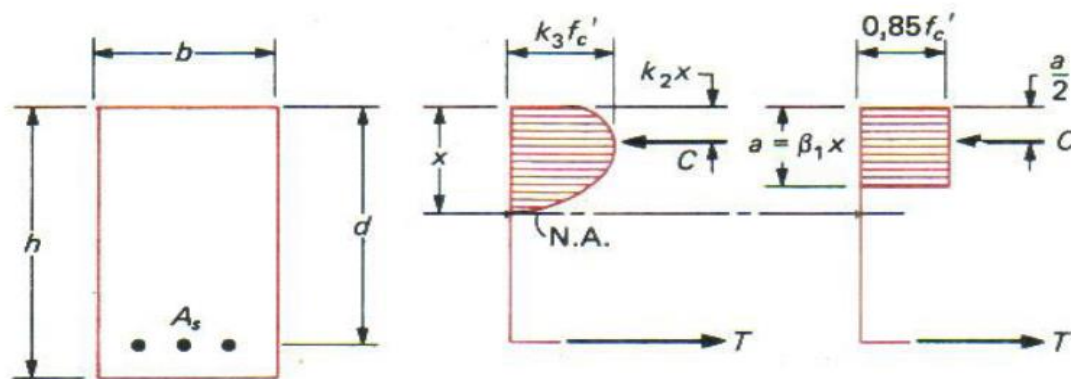
Cek :  $M_n > M_2$ .....(OK), dimana  $M_2 = M_{\max}$  Eksternal Positif Balok

### 2.13 Penampang Prismatis

Dalam menganalisis struktur pracetak (balok) harus dilakukan agar asumsi-asumsi awal dalam pelaksanaan tidak terjadi kesalahan dalam perencanaan.

#### 2.13.1 Analisis balok persegi tulangan tunggal

Analisis penampang adalah menghitung kapasitas/kekuatan penampang berdasarkan data-data penampang seperti : mutu beton ( $f'_c$ ), mutu baja ( $f_y$ ), dimensi, dan luas tulangan. Untuk menganalisisnya kita dapat menggunakan dasar konsep seperti balok beton konvensional :



Gambar 2.10 Analisis penampang tulangan tunggal

Sumber : Struktur Beton Bertulang Istimawan (1999)



Pada gambar diatas, gaya tekan beton (C) adalah :

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

Dan gaya tarik pada baja (T) adalah :

$$T = A_s \cdot f_y$$

Keseimbangan gaya horizontal :

$$T = C \rightarrow A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

Maka momen nominal penampang adalah :

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot j d \\ &= A_s \cdot f_y (d - a/2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Atau } M_n &= C \cdot j d \\ &= 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a (d - a/2) \end{aligned}$$

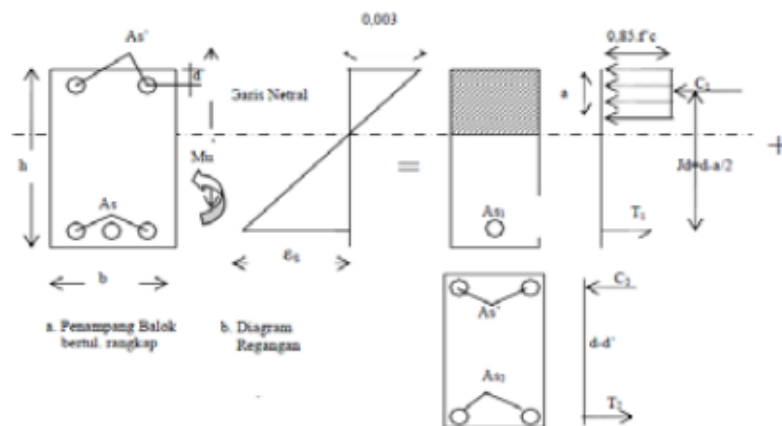
Kontrol regangan baja tarik ( $\epsilon_s$ ) =  $\epsilon_c \frac{d-c}{c}$

Tegangan baja tarik ( $f_s$ ) =  $\epsilon_s \cdot E_s$

Bila  $f_s \geq f_y$  (tulangan tarik sudah leleh)

Bila  $f_s < f_y$  (tulangan tarik belum leleh)

### 2.13.2 Analisis balok persegi tulangan rangkap

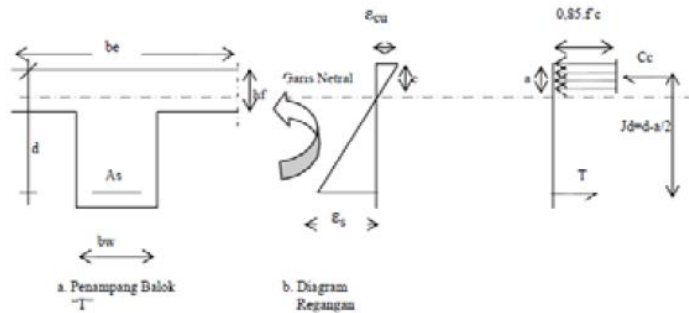


Gambar 2.11 Analisis penampang tulangan rangkap  
Sumber : Struktur Beton Bertulang Istimawan (1999)

### 2.14 Penampang Tidak Prismatis

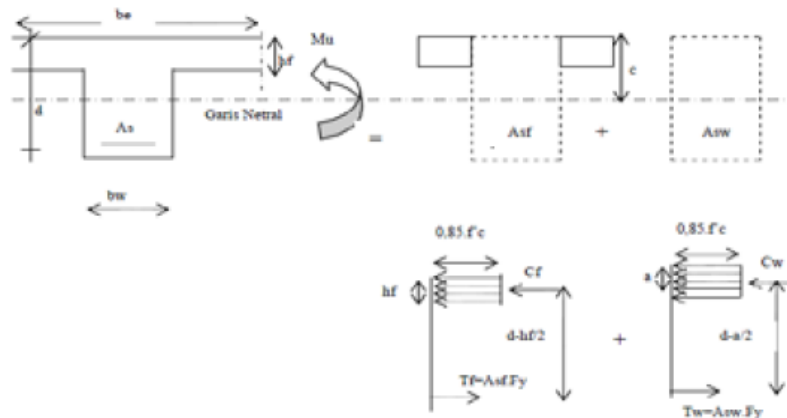
Balok T merupakan kombinasi balok yang berada di bawah dan plat yang berada pada bagian atas yang digabung menjadai satu kesatuan yang monolit yang berperilaku menahan momen positif dan akan berperilaku menjadi balok persegi biasa apabila menahan momen negatif.

- a. Kondisi bila garis netral terletak dalam flens  $c < h_f$ , maka analisis penampang dapat dilakukan sama dengan balok persegi dengan lebar balok = lebar efektif ( $b_e$ )



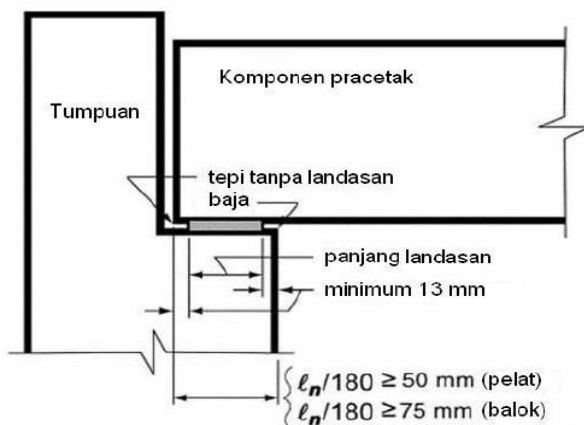
Gambar 2.12 Diagram tegangan regangan balok *flens* dengan tulangan tunggal  
Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni (2010)

- b. Kondisi ketika garis netral memotong badan,  $c > h_f$ , maka balok diperlakukan sebagai balok T murni



Gambar 2.13 Diagram tegangan regangan balok *flens* dengan tulangan rangkap  
Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni (2010)

## 2.15 Perencanaan Tumpuan



Gambar 2.14 Panjang landasan komponen pracetak  
Sumber : SNI 7833-2012

## 2.16 Sambungan Pada Beton Pracetak

Sambungan dalam perencanaan elemen pracetak selain sebagai penghubung antar elemen pracetak juga berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang bekerja dari elemen struktur satu dengan lain yang nantinya akan diteruskan ke pondasi.

Desain sambungan yang dipakai dalam perancangan ini adalah sambungan basah, seperti cor di tempat maupun dengan cara grouting sudah banyak diterapkan atau dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak.

Dalam desain sambungan ini menggunakan metode pracetak tanpa penahan, sehingga tumpuan balok dianggap sendi (momen pada sambungan balok-kolom dianggap 0) ketika menahan beban sendiri balok pracetak. Pada saat sambungan telah mengeras dan diberi gaya luar sambungan tersebut menjadi tumpuan jepit (memiliki momen pada sambungan balok-kolom).

Bagi tulangan tarik untuk  $d_b \leq D-36$  adalah:

$$\ell_{db} = 0,02 A_b * f_y / \sqrt{f'_c}$$

Dengan syarat harus kurang dari  $0,006 * d_b * f_y$  atau 300 mm

Dimana:

$\ell_{db}$  = Panjang penyaluran tulangan (mm)

$A_b$  = Luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$d_b$  = Diameter tulangan (mm)

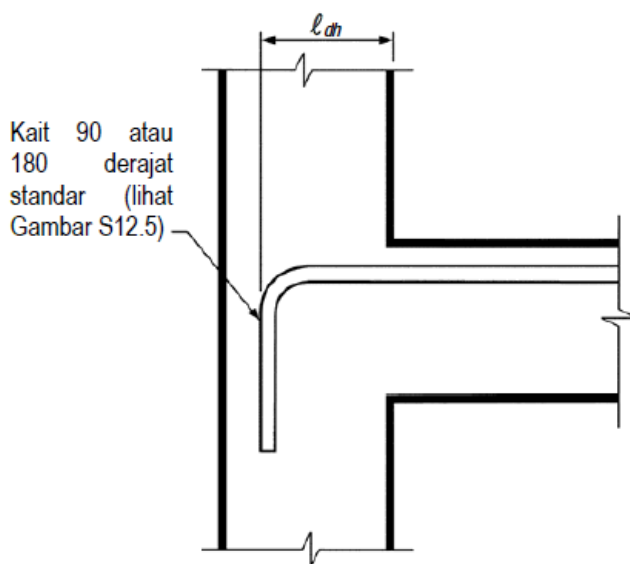
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.11 tentang penyaluran tulangan momen positif berbunyi :

- 1). Paling sedikit sepertiga tulangan momen positif pada komponen struktur sederhana dan seperempat tulangan momen positif pada komponen struktur menerus harus diteruskan sepanjang muka komponen struktur yang sama ke dalam tumpuan. Pada balok, tulangan tersebut harus diteruskan ke dalam tumpuan paling sedikit 150 mm.
- 2). Bila komponen struktur lentur merupakan bagian sistem penahan gempa utama, tulangan momen positif yang diperlukan untuk diteruskan ke dalam tumpuan dengan poin satu diatas harus diangkur untuk mengembangkan  $f_y$  dalam kondisi tarik pada muka tumpuan.
- 3). Pada tumpuan sederhana dan titik belok, tulangan tarik momen positif harus dibatasi sampai suatu diameter sehingga  $\ell_d$  yang dihitung untuk  $f_y$  dengan SNI 2847-2013

pasal 12.2 memenuhi pers. (12-5); kecuali, Pers. (12.5) tidak perlu dipenuhi untuk tulangan yang diputus setelah melampaui garis pusat tumpuan sederhana dengan kait standar, atau angkur mekanis paling sedikit ekuivalen dengan kait standar.

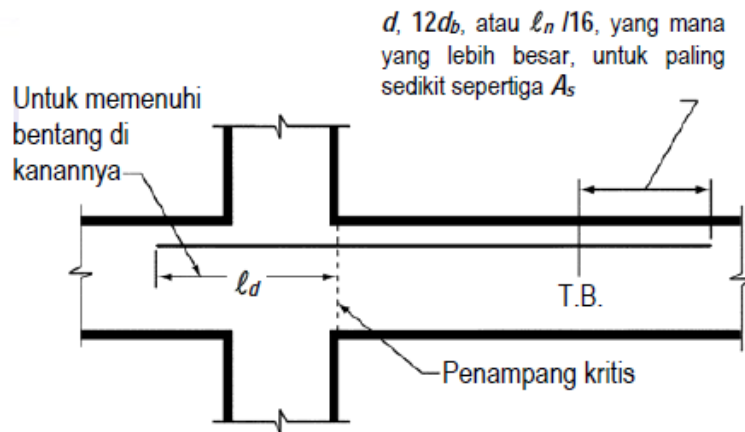
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.12 tentang penyaluran tulangan momen negatif berbunyi :

- 1). Tulangan momen negatif pada komponen struktur menerus, terkekang (*restrained*), atau kantilever, atau pada setiap komponen struktur dari rangka kaku, harus diangkur di dalam atau melewati komponen struktur penumpu dengan panjang penanaman, kait, atau angkur mekanis (Gambar 2.15 dan 2.16).
- 2). Tulangan momen negatif harus mempunyai suatu panjang penanaman ke dalam bentang seperti diisyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 12.1 dan pasal 12.10.3.
- 3). Paling sedikit sepertiga dari jumlah tulangan tarik total yang dipasang untuk momen negatif pada suatu tumpuan harus mempunyai panjang penanaman melewati titik belok tidak kurang dari  $d$ ,  $12d_b$ , atau  $\ell_n/16$ , yang mana yang lebih besar.
- 4). Pada tumpuan interior komponen struktur lentur tinggi, tulangan tarik momen negatif harus menerus dengan tulangan tarik bentang sebelahnya.



(a) Pengangkuran ke dalam kolom eksterior

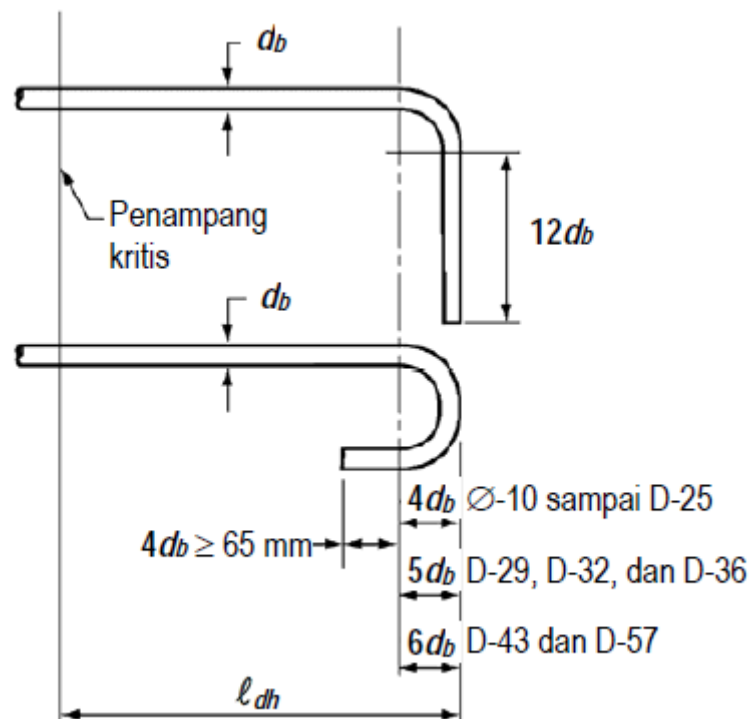
Gambar 2.15 Pengangkuran ke dalam kolom eksterior  
Sumber : SNI 2847-2013



**Catatan:** Biasanya angkur tersebut menjadi bagian tulangan balok di sebelahnya.

Gambar 2.16 Pengankuran ke dalam balok di sebelahnya  
Sumber : SNI 2847-2013

Penyaluran baja tulangan juga dapat dilakukan dengan memberikan kait, cara ini biasa dilakukan jika ruang yang tersedia tidak mencukupi untuk diterapkan penyaluran lurus. Penyaluran jenis ini hanya boleh diberikan untuk tulangan tarik dengan ketentuan dari SNI 2847-2013 pasal 7.1 dan pasal 12.5 :



Gambar 2.17 Detail batang tulangan berkait untuk penyaluran kait standar  
Sumber : SNI 2847-2013

### **2.17 Hipotesis**

1. Penganalisisan sambungan balok-kolom sistem pracetak sebelum cor penuh pada bangunan Gedung Parkir dan Perkantoran Fakultas Ilmu Sosial dan Ilmu Politik Universitas Brawijaya ada tulangan tambahan pada tulangan tekan longitudinal agar aman terhadap beban sendiri saat pengangkatan.
2. Penganalisisan terhadap hubungan balok-kolom pracetak ketika terjadi cor penuh pada bangunan Gedung Parkir dan Perkantoran Fakultas Ilmu Sosial dan Ilmu Politik Universitas Brawijaya menunjukkan momen kapasitas yang terjadi lebih besar daripada momen ultimate yang ada.